

1.6, chỉ số nén lún  $C_c = 0.53$ ,  $N_{30} = 0-2$ , đất yếu hơn cả bùn hữu cơ khu vực Hà Nội. Lớp này phát triển khá đồng đều với về dày lớn, từ mặt đất đến chiều sâu đến 34/35m.

Xen kẽ trong lớp này, trong khoảng từ 11-16m (Br-104) bắt gặp lớp **cát mịn lẫn bụi** (S1a), có trạng thái chặt vừa ( $N_{30} = 9-10$ )

- 2) **Từ 34/35m – 50m:** bắt gặp lớp **cát kẹp bụi sét (Lớp 2, ký hiệu S/St)**, màu xám nâu, trạng thái chặt vừa ( $N_{30} = 11-14$ ). Đây chính là lớp tựa cọc đóng trụ đỡ tạm.

Đây là lớp xen kẽ phức tạp: Tại vị trí Br-D12 (TED1) ở trụ P12, cho thấy lớp này thô hơn và dày, chủ yếu cát mịn lẫn bụi, trạng thái chặt vừa ( $N_{30} = 25-32$ ). Chuyển sang hố Br-106-2 (trụ DV) lớp này biến mất và thay bằng đất dạng sét pha bụi cát dẻo mềm với  $N_{30} = 7-8$  (ký hiệu C2).

*Lưu ý: Xu hướng mỏng thót dần và biến mất ở đâu đó (giữa Br104 và Br-106-2) của lớp tựa cọc trụ đỡ tạm (lớp 2 có ký hiệu S/St trên mặt cắt gốc, xem hình 2) và ngay dưới đó bắt gặp sét bụi dẻo mềm (C2).*

- 3) **Từ 50m – 58m:** bắt gặp lớp **sét bụi (lớp 3 – Ký hiệu C2 trên mặt cắt gốc)**, màu xám xanh, trạng thái dẻo mềm ( $N_{30} = 7$ ).

Lớp này bắt gặp khá mỏng (4m) ở Br-D12 (TED1), đến 6m ở Br-104 (USCo) và đến Br-106 (USCo) thành lớp dày 27.5m (31.0-58.5m) .

- 4) **Từ 58m – 70.7m:** bắt gặp lớp **sét kẹp bụi cát (lớp 4 – Ký hiệu St/C1)** màu xám nâu, trạng thái dẻo cứng ( $N_{30} = 12$ ). Lớp này bắt gặp ở Br-D12 từ độ sâu 58m đến kết thúc khoan (70m) và ở Br-104 bắt gặp 58m-70.7m (dày 12m) và ở Br-106-2 cũng tương tự.

- 5) **Từ 70.7 - 81.0m:** bắt gặp lớp **Cát mịn lẫn bụi (lớp 5 – Ký hiệu S2)** nâu nâu, trạng thái rất chặt ( $N_{30} = 60 - 100$ ).

*Lưu ý: tại Br-104 (USCo) còn bắt gặp lớp sét mềm (từ 81.0m-85.3m). Còn tại Br-106-2 (USCo) tương ứng vị trí trụ DV, dưới 99.5m bắt gặp sét bụi nửa cứng ( $N_{30} = 34-36$ ).*

Qua mô tả trên ta dễ dàng nhận thấy các ở trụ tạm PT(13/14) và PT(14/15) cọc đều xuyên qua lớp đất yếu dày khoảng 34/35m và chỉ ngàm vào lớp cát bụi chặt vừa khoảng 1-2m.

### III.2 Phân tích sức chịu tải móng cọc trụ đỡ

Nếu nguyên nhân sập dầm giữa trụ P14/P15 là do **sàn đạo** và **hoặc cột chống sàn**, nằm trên đế móng trụ đỡ tạm, được làm sáng tỏ thì có thể loại bỏ giả thiết nguyên nhân là do lún móng trụ đỡ tạm. Muốn vậy, đài móng cọc trụ tạm phải được xác định là không bị lún. Việc xác định này khá dễ, bằng cách xác định cốt cao bề mặt đế móng trụ tạm đã thi công, lúc trước và sau sự cố.

Song thực tế làm sáng tỏ được nguyên nhân này là khó, vì hiện trường có thể bị xáo trộn lớn do cả khối bê tông đổ sập xuống. Có nhiều khả năng bản đế trụ đỡ cũng bị phá hỏng hoặc bị suy chuyển không còn nguyên dạng.

Dù sao, nghi vấn đầu tiên khi sập gãy dầm ở ngay vị trí trụ tạm thì phải xem xét khả năng chịu tải của **trụ tạm** này. Theo đó công việc đánh giá mức độ ổn định trụ tạm cần tiến hành:

- Xem xét bản tính thiết kế toán sức chịu tải của móng cọc trụ tạm.
- Xem xét các ghi chép thí nghiệm sức kháng động khi đóng cọc tại hiện trường, so sánh độ chối tính toán thiết kế và độ chối thi công thực để có cơ sở đánh giá mức độ huy động sức chịu tải các cọc theo tính toán.
- Kiểm tra kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc đã làm. Nếu không có, cần yêu cầu thí nghiệm để kiểm tra.
- Khảo sát kiểm tra điều kiện đất nền tại chính vị trí trụ tạm. Qua đó, có cơ sở phân tích, tính toán và đánh giá chính thức.

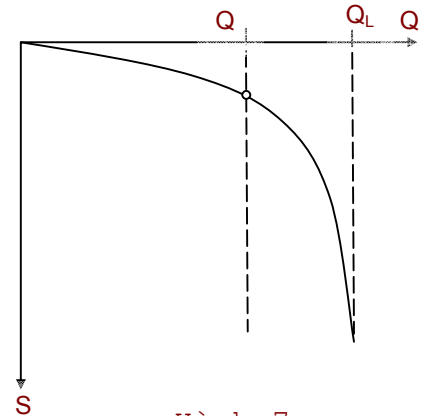
Thông thường, quy trình thiết kế trụ đỡ tạm được tiến hành theo nguyên tắc:

1) Trước tiên và quan trọng nhất: **sức chịu tải của trụ tạm** phải được tính toán thiết kế sao cho đỡ được một cách an toàn tối thiểu tổng tải trọng kết cấu (trong trường hợp này bao gồm dầm và người phương tiện thi công). Hệ số an toàn tối thiểu quy định trong các Quy chuẩn thiết kế của các nước phát triển Âu-Mỹ thường lấy:

$$Q_{kc} \leq Q_a \text{ (ULS)}$$

Trong đó:  $Q_{kc}$  : Tải trọng kết cấu  
 $Q_a$  (ULS) : Sức chịu tải cho phép ở trạng thái giới hạn cực hạn (với  $F_s = 1.5$ ) sử dụng cho kết cấu tạm. Còn kết cấu vĩnh cửu cần lấy theo trạng thái giới hạn làm việc (SLS).

*Lưu ý: Trạng thái giới hạn cực hạn được rút ra từ nền tảng cơ đất lý thuyết về trạng thái mà việc cọc trong đất dưới tải trọng, được kiểm nghiệm qua nền tĩnh cọc. Khi chất tải đến giới hạn  $Q_L$  là giới hạn phá hỏng đất nền quanh cọc và mũi cọc và khi đó cọc sẽ bị tụt không ngừng. Chất tải đến giới hạn  $Q_F$  (là ngưỡng môi giữa pha đàn hồi và pha dẻo). Người ta quan sát thấy  $Q_F = (1,5 - 2)Q_L$ . Với kết cấu tạm trong thời gian thi công chấp nhận mức độ an toàn thấp đến sát ngưỡng biến dẻo nên sức chịu tải cho phép cực hạn  $Q_a$  (ULS) lấy bằng tải trọng giới hạn chia cho hệ số an toàn  $F_s = 1.5-2$ . Biểu đồ tải trọng-độ lún của thí nghiệm nền tĩnh cọc thể hiện trên hình 7.*



Hình 7

Số lượng cọc, độ sâu tựa cọc của trụ tạm trước tiên phải được tính toán thiết kế sao cho thỏa mãn điều kiện trên. Đó chính là công tác phân tích Địa kỹ thuật nền móng công trình, với các bước tiến hành như sau:

- Tiến hành lựa chọn loại cọc và kích thước sử dụng (ở đây là chọn cọc đóng BTCT).
- Lựa chọn lớp chịu lực và độ sâu tựa cọc (ở đây đã chọn 0.3x0.3mx36m)
- Tiến hành tính toán sức chịu tải cọc, theo một trong các công thức của quy chuẩn thiết kế và số liệu khảo sát đất nền, làm cơ sở thiết kế nền móng (chưa thấy có thông tin về đề mục này).

2) Để khẳng định kết quả tính toán lý thuyết nêu trên, cần phải lựa chọn một số cọc và tiến hành thí nghiệm nén tĩnh, qua đó có thể xác định được **sức chịu tải thực** trước khi quyết định đưa vào sử dụng.

3) Nếu là cọc đóng bê tông cốt thép phải kiểm tra sức chịu tải theo công thức đóng cọc. Tiến hành thí nghiệm đóng cọc thử để xác định **độ chối thực** qua đó đánh giá khả năng huy động sức chịu tải theo tính toán và làm cơ sở để điều hành thi công đóng cọc.

Theo thông tin từ báo chí thì nhà thầu chỉ thí nghiệm tải trọng động, mà không tiến hành nén tĩnh cọc. Thực hư thế nào sẽ được UB điều tra sự cố làm rõ. Tuy nhiên, với các nhà **chuyên môn Địa kỹ thuật**, sau khi nhận thông tin và hình ảnh về sự cố từ các phương tiện thông tin đại chúng, thì nghi vấn đầu tiên vẫn là **vấn đề ổn định nền móng trụ đỡ tạm**, bởi các lý do:

- Hai dầm gầy ở đúng vị trí trụ đỡ tạm, vậy có khả năng mất ổn định nền móng ở đây chăng?
- Sự cố xảy ra quá nhanh đến mức không ai mô tả được rành rẽ quá trình xảy ra sự cố.
- Khu vực đồng bằng Sông Cửu Long tồn tại lớp rất dày đất bùn bụi phù sa rất yếu. Nếu không có trình độ chuyên môn vững vàng và giàu kinh nghiệm sẽ khó đánh giá hết những sự cố khôn lường (ví dụ như sự cố cầu cảng Thị Vải và cầu Văn Thánh).
- Chỉ thấy đề cập đến báo cáo thẩm định và có ý kiến của Kỹ sư kết cấu thép người Nhật Hiroshi Kudo và chắc theo thẩm quyền chỉ đề cập đến kết cấu thép đà giáo. Còn không thấy có ý kiến nào của chuyên gia Địa kỹ thuật thuộc Tư vấn Giám sát.

Thông thường, với các dự án xây dựng nói chung, đặc biệt là các dự án giao thông thì các vấn đề liên quan đến **đất nền-nước ngầm và nền móng công trình** rất được coi trọng. Ở

các nước phát triển, trong thành phần các chuyên môn của tổ chức Tư vấn Giám sát Xây dựng không thể không có chuyên gia Địa kỹ thuật – là người có đủ trình độ, kinh nghiệm và chức trách quyết định mọi vấn đề về ổn định nền móng công trình, nghĩa là từ cốt 0.0m trở xuống.

Trong quá trình duyệt thiết kế (của nhà thầu TKN) đến thẩm định xong các trụ đỡ tạm 13, 14 (của Tư vấn giám sát) kéo dài từ 12/2/2007 đến 13/8/2007. Chỉ có khuyến cáo của KS. kết cấu thép Kudo dẫn đến chỉnh sửa bản thiết kế đà giáo mà tuyệt nhiên không có ai đặt vấn đề về ổn định **nền móng trụ đỡ tạm**. Chắc rằng khi kiểm tra mức độ an toàn đà giáo một đêm, KS. H. Kudo đã coi trụ đỡ tạm là ổn định tuyệt đối như hai trụ chính hai đầu.

Vì rằng bất kỳ ai, dù không phải chuyên môn sâu cũng hình dung thấy mức độ nghiêm trọng của hàng nghìn tấn dồn lên một trụ đỡ tạm khi nhìn lên mặt cắt địa tầng như thể hiện trên hình 2. Chỉ 2 đài được thiết kế mỗi đài có kích thước 4.5mx5mx1.5m, chống dưới bởi 14 cọc đóng 0.3x0.3m, độ sâu cọc 36m thì 34-35m nằm trong lớp bùn sét bụi phù sa rất yếu ( $N_{30} = 0 - 2$ ). Chỉ 1.5-2.5m ngàm vào cát bụi chặt vừa ( $N_{30} = 10-20$ ) với chiều dày không ổn định.

Đó là chưa kể hàng mét đất đắp và nhiều thiết bị thi công chất đồng xung quanh trụ đỡ tạm này dễ gây ra lún nền đất yếu đó, thì không những sức chịu tải móng cọc không huy động được mà còn nguy cơ tạo "**ma sát âm**" kéo cọc xuống.

### 1) Phân tích dữ liệu tính toán

Để minh chứng cho nghi vấn này, cần tiến hành phân tích, tính toán cụ thể để có cơ sở nhận định một cách khách quan và khoa học. Thông tin chính thức trụ đỡ tạm có lẽ chỉ có sau khi UB điều tra sự cố xác minh. Song từ nhiều nguồn thông tin, tạm sử dụng móng cọc trụ đỡ tạm có kích thước đài 4.5x5.0m, dày 1.5m. Dưới đó được đỡ bởi 2 trụ, mỗi trụ **14 cọc đóng BTCT**, kích thước 0.3mx0.3m, ngàm **sâu 36m** (nghĩa là cọc dài  $L_p = 34.5m$ ).

Tại vị trí trụ tạm PT(14/15) hiện chưa có số liệu khảo sát nên tính toán sau đây là lấy số liệu khảo sát tại trụ P13 (hố khoan BR-104), nằm cách 60m về phía bờ Vĩnh Long. Trong phân tích có tham khảo các số liệu từ các **trụ DV** (Br.106-2, cách trụ chống tạm này 170m về phía sông) và trụ P11 (Br.D-12 cách 100m về phía bờ Vĩnh Long).

### 2) Công thức tính toán

#### a) Sức chịu tải giới hạn.

Sức chịu tải giới hạn (theo đất nền) của một cọc được thể hiện qua biểu thức:

$$Q_L = Q_p + Q_f = A_p \cdot q_p + p \cdot \sum \Delta L \cdot f_s \quad (1)$$

Theo cơ đất lý thuyết: Cát :  $q_p = q'_{o \cdot} N_q^* \leq A_p \cdot q_L \text{ (kN/m}^2\text{)} = 50 \cdot N_q^* \cdot \text{tg} \varphi$  (2)

Cát :  $f_s(z) = K \cdot q'_o(z) \cdot \text{tg} \delta$  (3)

Sét :  $q_p = 10 C_u$  (4)

Sét :  $f_s = \beta \cdot C_u$  (5)

Theo SPT :  $q_p = K_p \cdot N_{30} \cdot \frac{L_b}{n \cdot B} \leq q_L = K_p \cdot N_{30}$  (6)

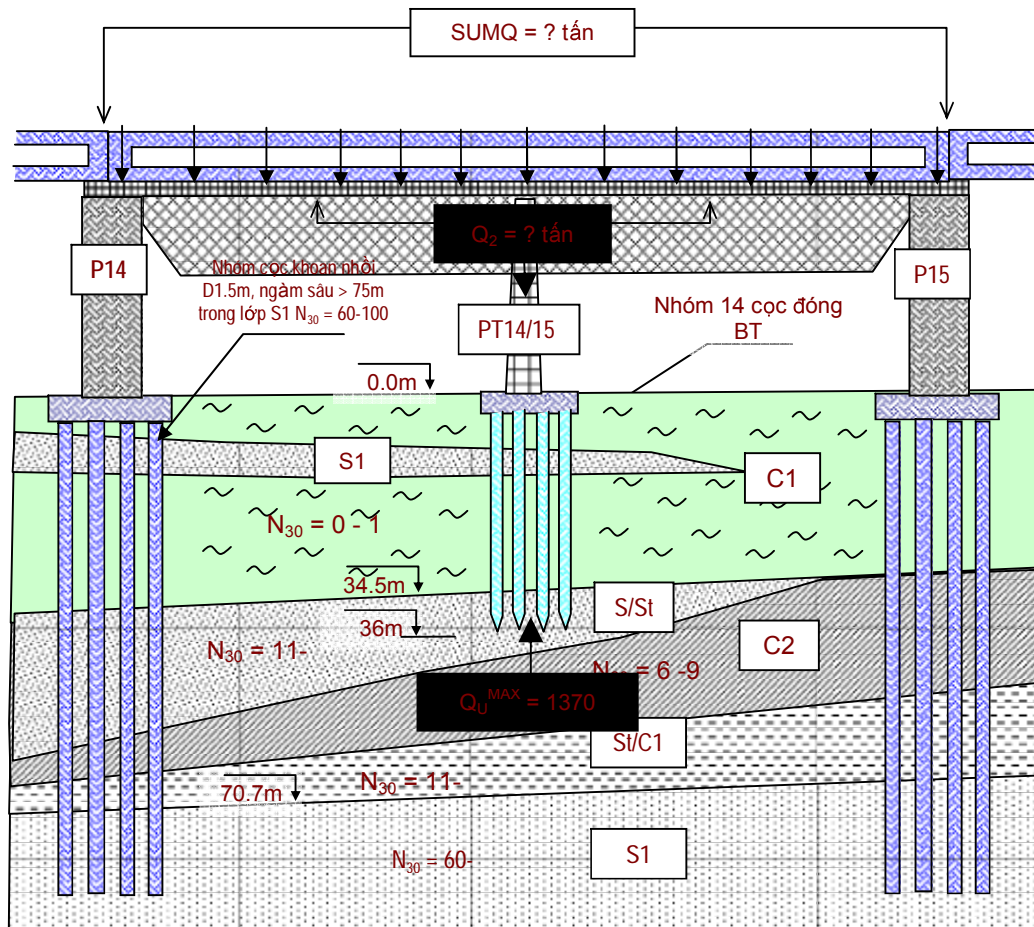
:  $f_s = \alpha + \beta \cdot N_{30}$  (7)

Trong đó:  $Q_p, Q_F$  : Sức chịu tải mũi và thành cọc,  
 $q_p, f_s$  : ma sát thành đơn vị của các lớp đất cọc xuyên qua.  
 $A_p, p$  : Tiết diện và chu vi cọc,  
 $N_q^*$  : Hệ số mang tải, phụ thuộc  $\varphi$   
 $K, q'_o(z)$  : Hệ số và áp lực cột đất  
 $N_{30}$  : Sức kháng SPT  
 $K_p, \alpha, \beta$  : Hệ số chuyển đổi cho mũi cọc và thành cọc tính cho SPT

#### b) Sức chịu tải cho phép một cọc

$$Q_a = \frac{Q_p}{F_{s1}} + \frac{Q_f}{F_{s2}} \quad (8)$$

Trong đó:  $Q_a$  : Sức chịu tải cho phép  
 $F_{s1}$  : Hệ số an toàn cho mũi cọc (= 3 cho SLS, 2 cho ULS)  
 $F_{s2}$  : Hệ số an toàn ma sát thành (= 2 cho SLS, 1.5 cho ULS)



Hình 8: Mặt cắt của mô hình tính toán sức chịu tải trụ tạm PT(14/15)

### 3) Kết quả tính toán sức chịu tải móng cọc trụ đỡ PT(14/15)

Sức chịu tải cọc đóng BTCT được tính toán theo hai phương pháp: theo cơ đất lý thuyết (sử dụng  $\varphi$ -c) và theo SPT (phương pháp Meyerhof kết hợp với nghiên cứu của Martin, Decourt). Tổng hợp kết quả tính toán theo 2 phương pháp, ở trạng 2 thái: *giới hạn* và *cho phép*, được thể hiện trong bảng 2.

Bảng 2: Tổng hợp kết quả tính toán sức chịu móng cọc trụ tạm PT14/15  
(Sử dụng số liệu khảo sát ở trụ P13)

Hạng mục tính toán	LỚP ĐẤT			THEO CƠ ĐẤT LÝ THUYẾT		THEO SPT	
	Số hiệu lớp	Loại đất	Chiều dày L (m)	Công thức & thông số tính toán	Sức chịu tải (tấn)	Công thức & thông số tính toán	Sức chịu tải (tấn)
Ma sát thành cọc $Q_F$ (tấn)	C1	Sét bụi dẻo chảy	9.5	$f_s = \beta \cdot C_u = 2.25 \text{ t/m}^2$ $C_u = 0.225 \text{ kg/cm}^2$ $\beta = 1$	25.7	$f_s = \alpha + \beta \cdot N_{30}$ $\alpha = 1; \beta = 0.33$ $N = 1$ $f_s = 1.3 \text{ t/m}^2$	14.8
	C1a	Cát mịn lẫn bụi	5	$f_s(z) = K \cdot q_o'(z) \cdot \text{tg} \delta = 2.2$ $K = 1, q_o'(z) = 6 \text{ t/m}^2$ $\varphi = 28^\circ, \text{tg} \delta = 0.37$	13.2	$f_s = \alpha + \beta \cdot N_{30}$ $\alpha = 0; \beta = 0.2$ $N = 9$ $f_s = 1.8 \text{ t/m}^2$	10.8
	C1	Sét bụi chảy	19.4	$f_s = \beta \cdot C_u = 2.25 \text{ t/m}^2$ $C_u = 0.225 \text{ kg/cm}^2$ $\beta = 1$	52.4	$f_s = \alpha + \beta \cdot N_{30}$ $\alpha = 1; \beta = 0.33$ $N = 1$ $f_s = 1.3 \text{ t/m}^2$	30.3
	S/St	Cát bụi kẹp sét	1.5	$f_s(z) = K \cdot q_o'(z) \cdot \text{tg} \delta = 2.4$ $K = 1, q_o'(z) = 6 \text{ t/m}^2$ $\varphi = 32^\circ, \text{tg} \delta = 0.40$	4.3	$f_s = \alpha + \beta \cdot N_{30}$ $\alpha = 0; \beta = 0.2$ $N = 12$ $f_s = 2.4 \text{ t/m}^2$	4.3
<b>Ma sát thành: <math>Q_F</math></b>					<b>95.6</b>	<b>Tổng <math>Q_F</math></b>	<b>60.2</b>
Sức kháng mũi cọc $Q_P$ (tấn)	S/St	Cát bụi kẹp sét	$L_b = 2.5\text{m}$	$q_p = q_o' \cdot N_{q^*} \leq A_p \cdot q_L = 5 \cdot N_{q^*} \cdot \text{tg} \varphi = 160 \text{ t/m}^2$ $\varphi = 30^\circ,$ $N_{q^*} = 55 \text{ (Meyerhof)}$	14.4	$q_p = K_p \cdot N_{30} = 420$ $K_b = 35; N_{30} = 12$	37.8
<b>Sức chịu tải giới hạn cọc: <math>Q_{LG} = Q_F + Q_P</math></b>					<b>110</b>	<b>Tổng <math>Q_{LG} = Q_F + Q_P</math></b>	<b>98</b>
<b>Sức chịu tải cho phép (<math>F_s = 1.5</math>), <math>Q_a \text{ (ULS)} = Q_L / F_s</math></b>					<b>73</b>		<b>65</b>

#### Nhận xét:

##### 1) Kết quả tính toán sức chịu tải theo cơ đất lý thuyết:

- Sức chịu tải giới hạn 1 cọc:  $Q_L = 110 \text{ tấn/cọc}$ . Nhóm 14 cọc  $Q_g = 1540 \text{ tấn}$ .
- Sức chịu tải cho phép 1 cọc:  $Q_a \text{ (ULS)} = 73 \text{ tấn/cọc}$ . Nhóm 14 cọc  $Q_g = 1022 \text{ tấn}$ .

##### 2) Kết quả tính toán sức chịu tải theo SPT:

- Sức chịu tải giới hạn 1 cọc:  $Q_L = 98 \text{ tấn/cọc}$ . Nhóm 14 cọc  $Q_g = 1372 \text{ tấn}$ .
- Sức chịu tải cho phép 1 cọc:  $Q_a \text{ (ULS)} = 65 \text{ tấn/cọc}$ . Nhóm 14 cọc  $Q_g = 910 \text{ tấn}$ .

### III.3 Đánh giá mức độ ổn định trụ chống tạt PT(15/15)

Mức độ ổn định trụ đỡ tạm phụ thuộc vào hệ số an toàn,  $F_s$ , được áp dụng hay huy động. Đó là tỷ số giữa tải trọng tối đa của kết cấu truyền xuống móng  $Q_{(LL+DL)}$  với sức chịu tải giới hạn của móng cọc có thể chịu được  $Q_{LG}$ .

$$F_s = \frac{Q_{LL+DL}}{Q_{LG}}$$

Với kết quả tính toán từ thông số Địa kỹ thuật, như thể hiện trong bảng 2, thì hệ số an toàn cho công trình tạm thời ít nhất phải đạt  $F_s \geq 1.50 \text{ (ULS)}$ .



Theo nguyên lý đó, bức tranh về mức độ an toàn của trụ đỡ PT14/15 được sơ bộ đánh giá theo kết quả tính toán, sử dụng số liệu khảo sát tại trụ P13, và được thể hiện trong bảng 3.

Bảng 3: Tổng hợp kết quả đánh giá mức độ ổn định 1 móng trụ tạm

Tải trọng kết cấu Dầm + sàn đạo $Q_{LL+DL}$ (tấn)	Mức độ ổn định trụ đỡ tạm theo kết quả tính toán					
	Theo cơ đất lý thuyết			Theo sức kháng SPT		
	$Q_L$ (tấn)	$F_s$	Đánh giá	$Q_L$ (tấn)	$F_s$	Đánh giá
500	1540	3.08	Ổn định chắc chắn	1372	2.74	Ổn định chắc chắn
750		2.05	Ổn định chắc chắn		1.83	Ổn định
1 000		1.54	An toàn thiết kế		1.37	Ổn định tạm
<b>1 500</b>		1.03	<b>Cân bằng giới hạn</b>		0.91	<b>Thụt lún khó tránh</b>
2 000		0.77	Chắc chắn thụt lún		0.69	Chắc chắn thụt lún
2 500		0.62	Chắc chắn thụt lún		0.55	Chắc chắn thụt lún
3 000		0.51	Chắc chắn thụt lún		0.46	Chắc chắn thụt lún

#### IV ĐỐI ĐIỀU NHẬN XÉT

1) Kết quả tính toán trong bảng 3 cho thấy, chỉ khi chất tải lên trụ móng **đến khoảng 1500 tấn** thì nguy cơ phá hỏng do thụt lún nền móng mới có thể xảy ra, ngoại trừ những xáo trộn khác tác động vào như đề cập ở **nhận xét 4** ngay sau. Tuy nhiên, để hoàn thiện bức tranh đánh giá mức độ ổn định trụ đỡ tạm, theo quá trình chất tải và khả năng chịu tải, cần xác định các số liệu chính thức sau đây:

- Quá trình chất tải và cuối cùng tải trọng thực có thể tác động lên trụ tạm này.
- Số liệu khảo sát địa kỹ thuật tại chính vị trí trụ tạm, qua đó có thể tính toán chính thức sức chịu tải móng cọc trụ tạm.
- Và cuối cùng số liệu thí nghiệm nén tĩnh cọc tại chỗ. Đây là cơ sở đáng tin cậy nhất nhằm minh chứng cho nguyên nhân thực của sự cố.

2) Cần lưu ý, các tính toán trên sử dụng **giá trị lạc quan** của các thông số tính chất các lớp đất. Lớp tựa cọc biến đổi lớn cả về thành phần hạt, độ chặt và bề dày; dày ở phía Trụ P11, P12 và mỏng dần về phía trụ P13 và thậm chí biến mất đầu đó giữa trụ P13 và trụ DV.

Do đó, khả năng chịu tải móng cọc các trụ đỡ sẽ tốt hơn nhiều ở trụ P11, yếu dần sang phía trụ P15, thậm chí có khả năng bị chọc thủng lớp tựa cọc nếu lớp này quá mỏng và chất tải đến giới hạn. Nhận xét này được củng cố thêm bởi các hiện tượng đã diễn ra:

- Trụ đỡ tạm giữa nhịp dầm trong khoảng các trụ P14-P15 có lẽ bị lún đầu tiên gây ra mất cân bằng lực và có lẽ là đây là nguyên nhân gây đổ vỡ nhịp dầm này.
- Do đổ gãy nhịp dầm P14/15 nên khối bê tông còn lại dồn lên nhịp dầm giữa P13-P14 và gây đổ vỡ tiếp theo.
- Còn các dầm ở các trụ phía bờ Vĩnh Long (từ trụ P13 đổ về phía trụ P12 và P11) đã thi công với thiết kế và kết cấu tương tự, nhưng không thấy có thông tin sự cố.

3) Theo lý thuyết cơ đất-nền móng, cọc chỉ có thể huy động sức chịu tải theo kết quả tính toán khi lớp tựa cọc (S/St) phải đủ dày và ổn định, ít nhất dưới mũi cọc một khoảng bằng 3 chiều rộng nhóm cọc (tương ứng  $4.5 \times 3 = 13.5\text{m}$ ). Nếu bề dày lớp tựa nằm dưới đáy móng  $< 1,5 B_g$  (6.8m) thì sức chịu tải cũng yếu đi do hiệu ứng lớp mềm yếu nằm sát dưới. Do đó, nếu tải trọng đạt tới hạn thì nguy cơ bị chọc thủng có thể xảy ra.

4) Một nguy cơ nữa phải tính đến là: Cọc đóng ngầm trong đất bùn sét bụi phù sa rất yếu, lại dày đến 34m. Đây là loại đất này rất nhạy cảm, nên 3 khả năng gây xáo trộn nền móng khó lường có thể xảy ra là:

- Theo kết quả thí nghiệm cắt cánh (hình 1) độ nhạy của đất bùn bụi này là  $S_t = 6 - 11$ , trung bình 8. Nếu chỉ cần chấn rung để làm phá hỏng kết cấu nguyên dạng, làm suy giảm mạnh sức kháng cắt vì chuyển sang trạng thái xáo động. Khi đó  $C_u^{min}$  chỉ bằng  $0.028 \text{ kg/cm}^2 = 0.28 \text{ t/m}^2$  và khả năng huy động ma sát thành ở đất yếu chỉ còn 10 tấn.

Tải trọng 1 cọc chỉ còn  $Q_L = 28$  tấn/cọc và tổng tải trọng 1 đài 14 cọc còn  $Q_g = 392$  tấn. Trong trường hợp này chỉ cần chắt tải đến 500 tấn thì hệ số an toàn  $F_s = 0.78 < 1$ , và việc phá hỏng do thụt lún là chắc chắn.

- Với đất bùn sét quá yếu ( $C_c = 0.53$ ), lại ở trạng thái **dưới cổ kết** (vì ở độ sâu 16m:  $P_c = 0.6 \text{ kg/cm}^2 < P_o = 0.96 \text{ kg/cm}^2$ ). Do đó, chỉ cần có **đắp đất** cao thêm trên mặt đất khoảng 1-2m quanh vị trí trụ đỡ này, cộng thêm gia tải của thiết bị, vật tư thi công sẽ làm lún lớp đất yếu đó. Trong trường hợp này, không những **ma sát dương** thành cọc ngàm qua lớp đất yếu đó không được huy động, thậm chí còn chuyển thành **ma sát âm** kéo cọc xuống. Chỉ cần ma sát thành  $Q_F = 0$ , thì sức chịu tải 1 cọc chỉ còn  $Q_L = 19$  tấn/cọc, tổng tải trọng 1 đài 14 cọc còn  $Q_g = 266$  tấn. Trong trường hợp này chỉ cần chắt tải đến 300 tấn thì hệ số an toàn  $F_s = 0.89 < 1$ , thì sự cố lún đã khó tránh.
- Độ mảnh cọc, là tỷ số giữa chiều dài và tiết diện cọc, là quá lớn ở móng cọc này ( $S_L = 34.5 : 0.3 = 115$ ). Theo một số các quy chuẩn thiết kế Phương Tây, cọc được xem là cứng khi  $S_L \leq 20$ , cọc được xem là mảnh khi  $S_L \geq 50$ . Với cọc có độ mảnh cao cần hoạt động như cọc ma sát, nghĩa là ngàm trong sét dẻo cứng trở lên để có thể giữ cọc chỉ huy động ma sát thành cọc là chủ yếu. Trong trường hợp cọc có độ mảnh quá lớn, lại xuyên qua trên 30m bùn nhão thì khó mà giữ cho cọc đứng thẳng nếu mũi cọc lại chống vào lớp chặt cứng. Khi đó dễ gây cho cọc nghiêng vẹo và thậm chí có thể gãy giữa cọc (nhất là ở các mối nối). Tải trọng tăng cao mà cọc quá mảnh lại bị ép mạnh khai đầu, dọc thân lại là bùn nhão, thì không khác một cái tăm bị nén hai đầu không cong tắt gãy.

5) Trên đây chỉ là các kết quả phân tích thuần túy trên quan điểm *Địa kỹ thuật nền móng công trình*. Đó là công tác khảo sát đất nền cung cấp thông số thiết kế, công tác tính toán giải pháp nền móng phục vụ thiết kế, gia cố-xử lý và thi công nền móng công trình. Công tác này không thấy có thông tin trong suốt quá trình kiểm tra thông duyệt bản thiết kế đã giáo và trụ đỡ tạm, do nhà thầu thi công TKN trình và TVGS duyệt.

Qua đó cho thấy công tác này chưa bao giờ được xem trọng mặc dù phần lớn các sự cố tiếng tăm đã xảy ra, với các công trình xây dựng trên đất nước ta thời gian qua, lại liên quan đến vấn đề *đất nền, nước ngầm và nền móng công trình*.

Ví như: *Lún cổ kết và trượt cầu cảng của dự án kho cảng Thị Vải. Lún cổ kết diễn ra không ngừng mặc dù cũng không ngừng bù lún của cống ngầm và đường dẫn cầu Vân Thánh (TP. Hồ Chí Minh). Trượt mái dốc hố đào móng sâu 4.5m làm sô lệch, xiêu vẹo và nghiêng gãy khoảng 400 cọc đóng BTCT  $\phi 700$ , của một Silo Ximăng Thăng Long (Nhà Bè), dẫn đến phải bỏ và di dời đi chỗ khác. Trượt mái dốc và bùng nền đáy hố đào tầng hầm làm cản trở thi công toà cao ốc Saigon Pearl. Trượt mái dốc khi đào hố móng làm các cọc ép của một trạm bơm bên cạnh bị sô lệch và dịch chuyển đầu cọc 1-2m, của dự án cấp nước (Bạc Liêu). Và gần đây nhất, thông tin toà cao ốc Pacific Saigon thi công vượt phép hố đào tầng hầm đến 21m làm sụt cả toà nhà thuộc UB KHXX TP Hồ Chí Minh, mặc dù đã cắm dải cọc cừ BTCT dày 1m, sâu 45m. Nguyên nhân lại đang nghiên cứu để quy kết. Nhưng có ai tính đến khả năng bục các joints cao-su giữa các tấm BTCT dải tường chắn (Diaphragm Wall) khi chênh cột nước lên đến 20m (1m đến 21m). Để có thể thi công đào, người ta bơm hạ thấp mực nước đến đáy hố đào và thế là đã là hút hết các hạt mịn bụi cát chui qua khe các joints đó (tầng cát bụi nằm sâu từ 10m đến 42m) làm rỗng nền gây sụt nhà.*

Trong các nguyên nhân gây ra sự cố các công trình xây dựng ở nước ta có bao nhiêu nguyên nhân liên quan đến Địa kỹ thuật nền móng công trình?. Điều đó hy vọng đến Tổng Hội Xây Dựng VN, nơi tập trung các chuyên gia danh tiếng trong nghề, sẽ có câu trả lời và đánh giá hệ quả

Hà Nội 25/10/2007  
PE. TRẦN VĂN VIỆT  
Soil & Foundation Specialist